

보 플랜지 절취형 (RBS) 철골 모멘트 접합부의 균형패널존 강도

A Balanced Panel Zone Strength Criterion for Reduced Beam Section Steel Moment Connections

이 철 호¹⁾ · 김 재 훈²⁾ · 전 상 우³⁾ · 김 진 호⁴⁾
Lee, Cheol Ho Kim, Jae Hoon Jeon, Sang Woo Kim, Jin Ho

요약 : 본 연구에서는 보 플랜지 절취형 (Reduced Beam Section, RBS) 철골모멘트접합부의 실험결과를 기초로 패널존의 적정강도를 제시하고자 하였다. RBS접합부의 경우 현재 충분한 실험자료가 보고 되어 있음에도 불구하고, 패널존의 적정강도 범위가 아직 제시된 바가 없다. 본 연구 및 다른 연구자의 실험결과에 의할 때, 패널존은 보 플랜지 그루브 용접부에 유해한 영향을 미치지 않고 0.01 radian의 소성회전각을 무난하게 발휘할 수 있음이 확인되었다. 또한 이 정도 크기의 패널존 소성변형을 허용하면 강한 패널존 시험체에 비해 횡비틀림 좌굴의 진폭이 절반 정도로 감소하였다. 이러한 실험적 관측을 토대로 RBS접합부의 소성변형능력을 향상시킴과 동시에 보의 소성힌지에 발생하는 좌굴의 크기를 줄일 수 있는 균형 패널존에 대한 강도기준을 제안하였다.

ABSTRACT : This paper presents test results on reduced beam section (RBS) steel moment connections. The testing program addressed panel zone (PZ) strength as the key variables. PZ strength has been much debated issue for several decades. A desirable range of PZ strength has not yet been proposed despite the fact that a significant amount of RBS test data is available. Test results from this study and by others showed that panel zones could easily develop a plastic rotation of 0.01 radian without causing distress to the beam flange groove welds. At this deformation level, the amount of beam distortion (i.e., buckling) was about one half that developed in strong PZ specimens. A criterion for a balanced PZ strength that improves the plastic rotation capacity while reducing the amount of beam buckling is proposed.

핵심용어 : 보 플랜지 절취단면, 철골 모멘트 접합부, 균형 패널존, 내진성능, 좌굴

KEYWORDS : Reduced beam section, Steel moment connection, Balanced panel zone, Seismic performance, Buckling

1. 서론

1994년 미국의 노스리지 및 1995년 일본의 고베 지진당시 보-기둥 용접 모멘트접합부에 조기 취성과파괴가 발생하여, 수백개의 철골조 건물에 막대한 피해를 입혔다. 양 지진에서 노출된 용접 모멘트접합부의 문제점을 해결하기 위해 다양한 상세의 고연성 접합부가 제시되고 있다. 그 중에서 RBS (Reduced Beam Section, dogbone) 접합부는 여러 연구자들에 의해 수행된 수많은 실물대 실험을 통하여 뛰어난 연성

능력이 지속적으로 입증되었으며, 비교적 단기간 내에 널리 받아들여지고 있다(Chen 1996; Plumier 1996; Zekioglu 등 1997; Engelhardt 등 1998). 이 접합법은 기둥 플랜지에서 약간 떨어진 위치의 보 플랜지 일부분을 절취하여 소성힌지를 기둥 외주면 부근에서 보의 내부로 유도함으로써, 용접부의 취성과파괴를 방지하고 접합부의 충분한 연성능력을 확보하는 매우 비용효과적인 방안이다. 그러나 노스리지 지진 이후 활용범위가 넓어지고 있는 RBS 접합부는 좀 더 검토해야 할 설계상의 몇몇 문제가 남아있다. 특히 철골모멘트 접합

1) 교신저자, 정회원, 서울대학교 건축학과 부교수 공학박사
(Tel : 02-924-9610, Fax : 02-928-5217, E-mail : ceholee@snu.ac.kr)
2) 정회원, 서울대학교 건축학과 박사과정(kaine@chol.com)
3) 정회원, 포항산업과학연구원(RIST) 연구원, 공학박사(jswsy@rist.re.kr)
4) 정회원, 포항산업과학연구원(RIST) 연구원, 공학박사(jhkim@rist.re.kr)

본 논문에 대한 토의를 2006년 8월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

부의 패널존 설계 문제는 수십 년간 논란이 되어온 이슈이다. 현재 여러 연구자에 의해 수행된 상당한 RBS 실험자료가 축적되어 있음에도 불구하고(Engelhardt 등 1998, 2000; Tsai-Chen 2000; Yu 등 2000; Chi-Uang 2002; Jones 등 2002), 패널존의 적정강도 범위가 아직까지 제시된 바가 없다.

본 연구에서는 패널존 강도가 RBS 접합부의 내진거동에 미치는 영향을 타 연구자가 수행한 다양한 실험결과까지 광범위하게 분석한 후, 실험적 관측에 기초한 RBS 접합부의 균형패널존(balanced PZ)의 강도기준을 제시하고자 하였다.

2. 실험 프로그램

2.1 시험체 설계

본 연구에서는 총 6개의 시험체가 설계되었으며, 각 시험체의 설계결과를 표 1에 정리하였다. RBS 접합부 설계와 관련된 주요 치수들과 설계를 위한 휨모멘트 프로파일은 그림 1과 그림 2에 각각 나타나 있다. 보 부재는 공칭항복강도가 235MPa 인 SS400강재를 사용했으며, 기둥부재는 공칭항복강도가 324MPa인 SM490강재를 사용하였다. 실험종료 후 시험체에서 인장시험편을 채취하여 인장시험을 수행하였으며 그 결과를 표 2에 정리하였다. RBS 접합부의 설계는 Iwankiw(1997)와 Engelhardt 등(1998)이 제안한 설계절차를 따랐다. RBS 부의 치수 a 와 b는 각각 보플랜지 폭의 25% 보충의 75%를 기준으로 하였다. RBS 소성힌지가 변형경화 상태에 도달했을 때의 휨모멘트(m_p^{act})는 SS400강재의 예상항복응력도($F_{ye} = R_y \times F_y = 1.33 \times 235 = 313$ MPa)와 RBS 소성힌지의 변형경화 계수의 값을 1.1로 가정하여 계산하였다.

$$m_p^{act} = \alpha \times Z_{RBS} \times F_{ye} = (1.1) \times Z_{RBS} \times F_{ye} \quad (1)$$

기둥 플랜지 면에 작용하는 휨모멘트(M_f)는

$$M_f = m_p^{act} \left(\frac{L}{L'} \right) \quad (2)$$

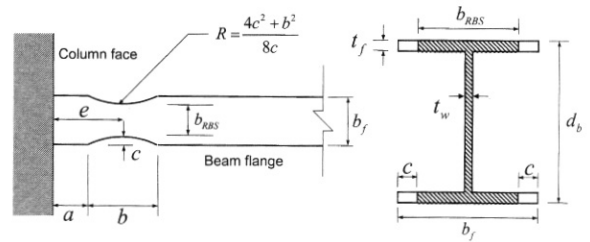


그림 1. RBS 접합부의 주요 치수

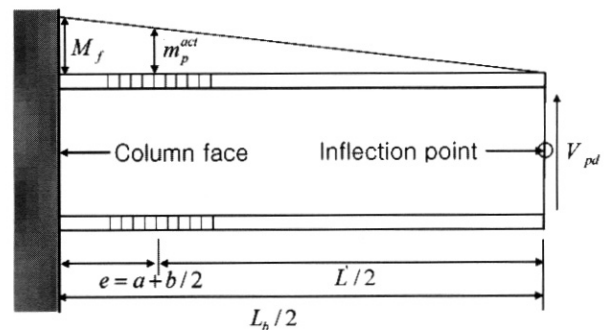


그림 2. 보 스패의 휨모멘트 프로파일

Engelhardt 등(1998)은 기둥 플랜지에 작용하는 모멘트(M_f)는 보의 전단면 소성모멘트(M_p)의 85%에서 100% 범위가 적절한 것으로 제안하였다. 본 연구에서는 기둥 플랜지에 작용하는 모멘트가 전단면 소성 모멘트의 90%가 넘지 않도록 보 플랜지 절삭폭을 산정 하였다. 보 플랜지 절삭율은

표 1. 시험체 일람표

Specimen	Beam (SS400)	Column (SM490)	Panel zone strength	a (mm)	b (mm)	c (mm)	Flange reduction (%)
DB700-SW	H-700X300X13X24	H-428X407X20X28	Strong	175	525	55	37
DB700-MW	H-700X300X13X24	H-428X407X20X28	Medium	175	525	55	37
DB600-MW1	H-600X200X11X17	H-400X400X13X21	Medium	150	510	40	40
DB600-MW2	H-600X200X11X17	H-400X400X13X21	Medium	150	390	40	40
DB600-SW1	H-600X200X11X17	H-588X300X12X20	Strong	150	450	40	40
DB600-SW2	H-606X201X12X20	H-588X300X12X20	Strong	150	450	40	40

DB700-SW와 DB700-MW 시험체에서 37%이다. 이는 SAC (2000)에서 제안한 최소 절삭율인 40%를 약간 밑도는 값이다. 나머지 4개의 시험체의 보 플랜지 절삭율은 40%이다(표 1 참조).

표 2. 소재 인장시험 결과

Member	Coupon	F_y (MPa)	F_u (MPa)	Yield ratio(%)
Beam H700X300X13X24	Flange	304	455	67
	Web	364	480	76
Column H428X407X20X35	Flange	343	512	67
	Web	358	520	69
Beam H600X200X11X17	Flange	326	467	70
	Web	343	473	73
Column H400X400X13X21	Flange	358	525	68
	Web	374	531	74
Beam H606X201X12X20	Flange	295	447	66
	Web	333	471	71
Column H588X300X12X20	Flange	374	534	70
	Web	405	546	74

패널존은 RBS부에서 예상되는 변형경화 휨모멘트 (m_p^{act})의 크기를 고려하여, 다음 두 개의 패널존 전단강도 설계식 중 하나를 이용하여 설계하였다.

$$V_p = (0.75)(0.6F_{yc}d_c t_p) \left[1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_e t_p} \right] \quad (3)$$

$$V_p = (0.6F_{yc}d_c t_p) \left[1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_e t_p} \right] \quad (4)$$

단, 위식에서 F_{yc} = 기둥의 항복강도, d_b = 보의 춤, d_c = 기둥의 춤, t_p = 패널존의 두께, b_{cf} = 기둥 플랜지의 폭, t_{cf} = 기둥 플랜지의 두께를 나타낸다.

강도저감계수 0.75가 반영된 식 (3)은 AISC (1997) 내진 규정의 식이다. 식 (3)에 의해 설계된 시험체는 비탄성변형이 대부분 보에서 발생할 것으로 예상되므로 강한(strong) 패널존 시험체로 분류한다. 식 (4)는 패널존의 전단변형각이 항복치의 4배에 도달할 때의 패널존 전단강도로서(Krawinkler 1978), 최근 AISC (2002) 내진규정에서 채택한 식이다. AISC (1997)의 강도저감계수 0.75는 패널존 설계를 불투명하게 하는 경향이 있었다. 따라서 AISC (2002)에서는 이를

삭제하고 Krawinkler(1978)의 본래 제안식으로 설계식을 투명하게 개정하였다. 본 연구에서는 식 (4)에 의해 설계된 시험체를 중간강도(medium strength) 패널존 시험체로 칭한다. AISC (2002)에서 식 (4)를 채택하는 것과 동시에 패널존에 작용하는 전단력의 산정방안도 다음과 같이 수정하였다. AISC (1997)의 경우, 중력하중에 의한 모멘트가 지진하중 작용 이전에 이미 존재하면은 기둥 양쪽의 보에서 소성힌지가 동시에 발생하는 않는다는 점을 고려하여, 패널존에 유입되는 불균형 모멘트의 상한을 보 소성모멘트의 80%로 취할 수 있도록 하였다. 즉, 중력하중에 의한 모멘트의 크기를 보 소성모멘트의 20%로 가정하였다. 그러나 패널존 불균형모멘트의 크기를 감소시키는 중력하중에 의한 모멘트가 항상 존재한다는 보장은 없다(특히 편측모멘트접합부와 중력하중의 크기가 상대적으로 미미한 외곽부 모멘트골조의 경우). 따라서 AISC (2002)에서는 중력하중의 효과를 무시하고 소성힌지에서의 예상모멘트를 기둥 외주면으로 의사하여 패널존에 유입되는 전단력의 크기를 산정하는 방향으로 개정하였다.

표 1에 정리한 바와 같이 3개의 중간강도 패널존 시험체가 본 연구의 실험프로그램에 포함되어 있다(시험체 DB700-MW, DB600-MW1, DB600-MW2). DB600-MW1과 DB600-MW2는 보 플랜지 절삭길이만 조금 다를 뿐 나머지 특성은 동일하다. 보 플랜지 절삭길이는 DB600-MW1은 보춤의 85%, DB600-MW2는 보춤의 65%이다. 본 연구의 모든 시험체는 보 웨브를 그루브 용접하여 기둥 플랜지에 접합하였다.

모든 시험체에 보 플랜지와 동일한 두께를 갖는 수평 스티프너를 사용하였다. 용접재의 샤르피 V 노치(CVN) 값은 SAC (2000)에서 내진용으로 요구되는 최소치 26.7 joule @-28.9°C 를 만족하는 것을 사용하였다. 스캘럽(weld access hole) 형상은 SAC (2000)의 권장사항을 따랐다. 그림 3은 강한 패널존 시험체 DB700-SW의 접합 상세를 보여주고 있다. 이 시험체에 사용된 10mm두께의 패널존 보강판(doubler plate)은 기둥 웨브에 플러그 용접하여, 조기에 발생할 수 있는 패널존 전단좌굴을 방지하고자 하였다(AISC 1997). 표 1에서 각 시험체를 명명하는데 쓴 약어의 의미는 다음과 같다: S = 강한 패널존, M = 중간강도 패널존, W = 보 웨브 용접접합.

2.2 테스트 셋업과 가력

그림 4는 시험체의 테스트 셋업을 보여준다. 보의 면외 변위를 막기 위한 횡지지 브레이스 위치는 기둥의 플랜지로부터 2500mm 떨어진 곳에 설치하였다. 접합부의 내진성능평가를

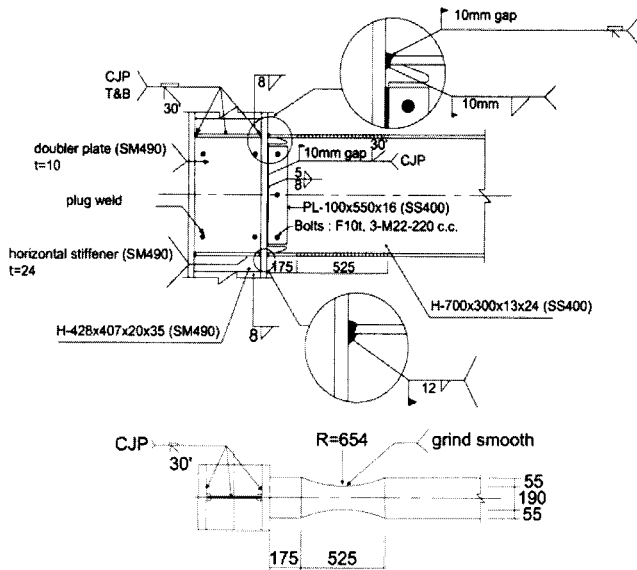


그림 3. 시험체 DB700-SW의 접합상세

위한 반복재하실험은 그림 5과 같은 SAC의 다단계 지진하중 프로토콜에 따라 의사정적으로 실행 되었다 (Krawinkler 등 2000). 변위계는 접합부의 총회전각 성분을 패널존, 기둥 및 보 성분으로 분리할 수 있도록 설치되었다. 스트레인 거동을 적절히 모니터할 수 있도록 1축 및 3축 게이지를 접합부에 부착하였다. 또한 접합부 주변을 회칠하여 접합부의 변형 및 소성화 패턴을 육안으로도 쉽게 파악할 수 있도록 하였다.

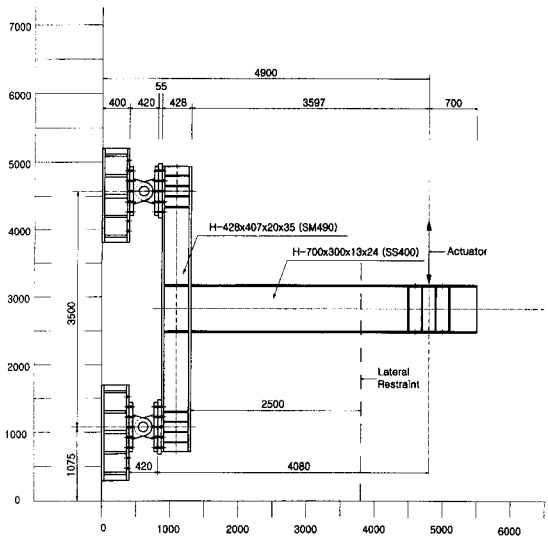


그림 4. 테스트 셋업

3. 실험결과

그림 6은 실험에서 얻어진 이력곡선을 나타낸 것이다. 종축은 기둥 외주면에 가해진 모멘트를 보 원단면의 공칭소성모멘

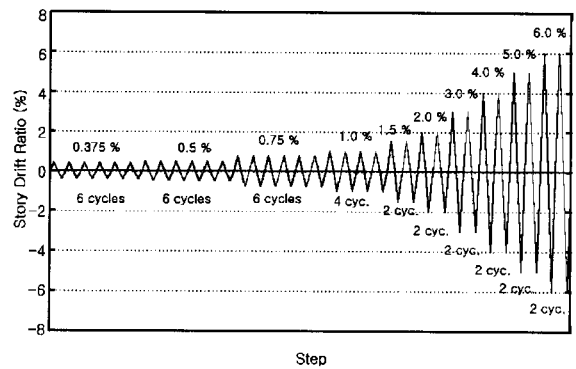


그림 5. SAC (2000)의 표준 지진하중 프로토콜

트로 나누어 정규화 하였다. SAC (2000)의 의사정적 반복하중 내진성능실험을 통해 특별연성모멘트골조의 접합부로서 인정받기 위해서는, 4% 층간변위를 적어도 1 사이클 저항할 수 있어야 한다. 동시에 강도저하가 RBS 도입 이전의 원단면의 소성모멘트의 80% 이하로 발생해서는 않된다. 그림 6에서 보듯이 본 연구에서 설계한 중간강도 및 강한 패널존을 갖는 시험체 모두 특별연성모멘트골조에서 요구되는 접합부 내진성능을 충분히 만족시키고 있다. 그림 7과 8은 강한 패널존과 중간강도 패널존으로 설계된 시험체의 접합부 소성힌지의 패턴을 보여주고 있다. 그림 8에서 보듯이 패널존 항복이 허용된 DB700-MW 시험체의 경우 상당한 패널존 항복을 시사하는 심한 회칠의 탈락을 볼 수 있다. 반면 강한 패널존 시험체 DB700-SW는 패널존 항복은 줄어들었으나 보 소성힌지부에서 좌굴현상이 현저히 증가되었음을 볼 수 있다.

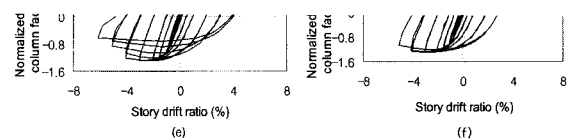


그림 6. 시험체의 이력곡선 : (a) DB700-MW; (b) DB700-SW; (c) DB600-MW1; (d) DB600-MW2; (e) DB600-SW1; (f) DB600-SW2

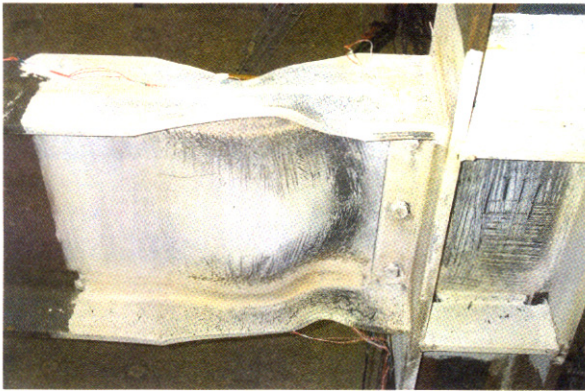


그림 7. DB700-SW의 접합부 소성화 패턴 (6% 층간변위)

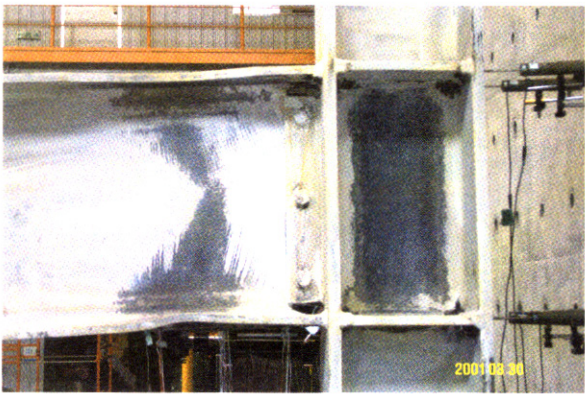
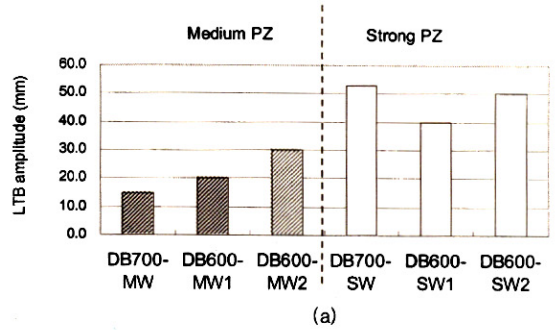


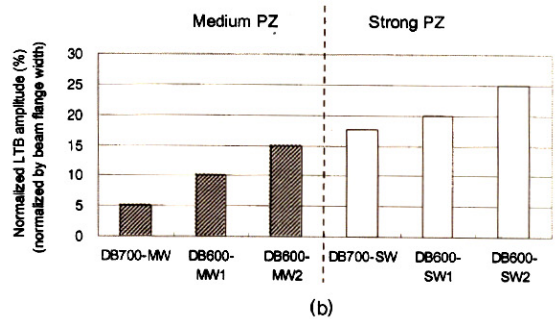
그림 8. DB700-MW의 접합부 소성화 패턴 (5% 층간변위)

그림 9는 4%층간변위에서의 횡비틀림좌굴(Lateral Torsional Buckling, LTB)의 진폭을 정리한 것이다. 횡비틀림좌굴의 진폭은 좌굴이 발생한 보 플랜지에서 직접 측정하였다. 강한 패널존으로 설계한 시험체들은 접합부에 요구되는 소성변형의 대부분을 보에서 수용해야 하므로 상대적으로 횡비틀림좌굴의 진폭이 컸다. 잘 설계된 RBS 접합부의 경우 층간변위 4%를 넘어서서는, 반복하중에 의한 저사이클 피로 파단이 발생하는 거동을 보이는데, 이는 소성힌지의 좌굴에서 야기된 보 플랜지 곡률발생과 상관이 있다. 따라서 패널존에 적절한 항복을 허용하여 소성힌지부의 좌굴에 따른 보 플랜지 곡률을 감소시키면, 보 플랜지의 구조손상의 감소는 물론 저사이클 피로에 의한 보 플랜지의 파단 경향도 줄일 수 있음을 시사한다.

그림 10은 본 연구의 모든 시험체에 대해서 RBS 중앙부에서 측정된 최대 휨모멘트를 RBS부 소성모멘트로 나누어 정규화한 값을 비교한 것이다. 이 정규화된 최대 휨모멘트값(곧 반복응력에 의한 변형경화계수)은 평균 1.27 정도의 값을 보이는데, 이 값은 AISC(1997) 내진규정이나 FEMA 350 보고서에서 가정하는 1.1 이나 1.15 보다도 큰 값이다.



(a)



(b)

그림 9. 패널존 강도에 따른 횡비틀림좌굴의 진폭 비교: (a) 실제 진폭; (b) 상대 진폭

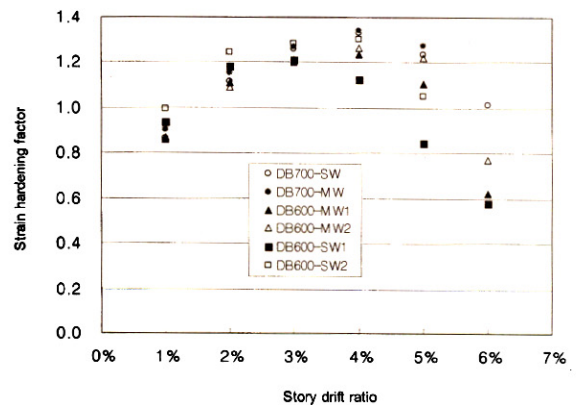


그림 10. RBS 중앙부에서의 변형경화계수 비교

4. 패널존 강도의 영향에 대한 고찰

패널존강도가 접합부의 거동에 미치는 영향을 분석하기 위해, 식 (4)로 표시되는 Krawinkler의 제안식을 패널존강도의 측정기준으로 삼았다. 이 식에는 패널존 항복 후 기동플랜지가 패널존 강도증진에 기여하는 부분(Column Flange Contribution, CFC)이 포함되어 있다. 식 (4)의 첫 번째 항은 폰 미세스 항복조건에 의한 기동패널존의 최초 항복강도를 나타낸다. 괄호 안의 두 번째 CFC항은 기동 플랜지의 두께

가 두껍고 기둥 플랜지 폭이 넓을수록 커지게 된다. 식 (4)를 폰 미세스 강도(V_y)와 CFC항으로 표시하면 다음과 같다.

$$V_p = V_y(1 + CFC) \quad (5)$$

여기서,

$$V_y = \frac{1}{\sqrt{3}} F_{yc} d_c t_p \approx 0.6 F_{yc} d_c t_p \quad (6)$$

$$CFC = \frac{3b_c t_c^2}{d_b d_c t_p} \quad (7)$$

한편 보 강도의 척도로는, RBS부가 실제 소성모멘트에 도달할 때 패널존에 작용하는 전단력($V_{RBS,P}$)을 사용하였다. 이와 유사한 방안은 Roeder (2002)의 연구에서도 사용되어진 바가 있다. 편측 모멘트접합부(one-sided moment connection)에 있어서 $V_{RBS,P}$ 는 다음 식에 의해 계산할 수 있다.

$$V_{RBS,P} = \left(\frac{M_{RBS,P}}{d_b} \right) \times \left(\frac{L_b/2 + d_c/2}{L_b/2 - e} \right) \times \left(1 - \frac{d_b}{H_c} \right) \quad (8)$$

단, $M_{RBS,P}$ = 계측된 항복응력도에 기초하여 산정된 RBS부 소성모멘트, H_c = 기둥의 높이(나머지 기호는 그림 2 참조). 기둥 양쪽의 보의 크기와 스패의 길이가 동일한 양측 모멘트접합부(two-sided moment connection)의 $V_{RBS,P}$ 값은 식(8)에 의한 값의 두 배가 된다. 보의 강도를 나타내는 척도로써 식 (8)로 계산된 $V_{RBS,P}$ 를 사용하게 되면, 보와 패널존 간의 상대강도는 $V_{RBS,P} / V_p$ 의 비로서 측정할 수 있다. 물론 이 비가 작을수록 패널존이 강함을 의미한다.

패널존의 강도가 접합부의 몇 가지 주요응답에 미치는 영향을 표 3에 정리하였다. 시험체 DB700-SW의 경우, 패널존 보강판의 소재 인장시험 결과가 없어서 포함시키지 않았다. 최근에 여러 연구자들에 의해 수행된 실험결과들도 함께 포함하여 관련 데이터베이스를 확충하고자 하였다(Engelhardt 등 1998, 2000; Tsai-Chen 2000; Yu 등 2000; Chi-Uang 2002; Jones 등 2002). 표 3(a)는 순철골 편측 모멘트접합부에 대한 실험결과를 정리한 것이고, 표 3(b)는 패널존강도와 합성바닥판의 영향을 파악하기 위해서 Engelhardt 등 (2000)과 Jones 등 (2002)이 수행한 양측

모멘트접합부 실험결과에 기초한 것이다. 표 3의 실험자료는 매우 다양한 사이즈의 보, 기둥부재로 이루어진 시험체를 포괄하고 있다. 결과적으로 패널존의 강도는 매우 약한 것에서부터 매우 강한 것까지 폭 넓게 분포하고 있다. 다음은 표 3의 자료에서 관측되는 몇 가지 중요한 사항을 분석한 것이다

4.1 패널존의 에너지소산과 소성회전

우선 표 3(a)에서 알 수 있는 사실은 패널존 강도가 상대적으로 약할수록 패널존이 일관되게 더 많은 에너지를 소산한다는 것이다; 이는 충분히 예측되던 거동이다. 4% 층간변위에 이르기까지 $V_{RBS,P} / V_p$ 의 비가 0.70에서 0.90 사이에 있는 시험체들은 패널존에서 약 0.01 radian의 소성회전변형을 발휘하였고, 전체 에너지의 약 30~40% 정도를 소산하였음을 알 수 있다.

표 3에서 선택한 4개 시험체의 전체적 거동과 에너지 소산 양상을 그림 11~14에 도시하였다. DB700-MW ($V_{RBS,P} / V_p = 0.87$)은 4% 층간변위까지 패널존에서 전체 에너지의 약 43%를 소산하였다. DB700-MW보다 상대적으로 강한 패널존을 가진 시험체 LS1 ($V_{RBS,P} / V_p = 0.76$)은 패널존에서 전체 에너지의 28%정도가 소산되었으며 패널존에 발생한 소성 회전각은 0.008 radian 정도였다. 그러나 DB700-MW 보다 약간 약한 패널존을 가지는 시험체 1B ($V_{RBS,P} / V_p = 0.91$)는 훨씬 적은 에너지(전체 에너지의 25%)가 패널존에 의해 소산되는 일관성없는 거동을 보였다. 이러한 일관성없는 거동은 아래에서 분석하는 바와 같이 반복하중하에서의 불안정 거동(cyclic instability)에 기인한 것이다.

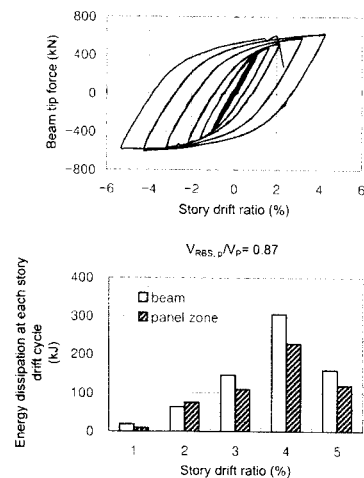


그림 11. 시험체 DB700-MW의 이력곡선과 에너지 소산

표 3. 패널존 강도의 접합부의 소성회전 및 에너지 소산에 대한 영향
(a) 편측 모멘트접합부 실험 결과

Specimen	Beam	Column	PZ strength ratio ($V_{RBS, P} / V_P$)	Panel zone plastic rotation (rad)	Energy dissipation by panel zone up to 4% story drift cycle (%)
DB700-MW	W27X123	W17X271	0.87	0.012	43
DB600-MW1	W24X70	W16X115	0.83	0.008	32
DB600-MW2	W24X70	W16X115	0.82	0.009	30
DB700-SW1	W24X70	W14X150	0.66	0.0002	5
DB700-SW2	W24X80	W24X100	0.63	Negligible	Negligible
RB5 ^{a)}	W24X70	W12X125	0.82	0.011	37
RB1 ^{b)}	W24X70	W12X125	0.77	0.010	33
LS1 ^{b)}	W30X99	W14X176	0.76	0.008	28
DB5 ^{c)}	W30X148	W14X257	0.72	0.01 rad out of total plastic rotation of 0.04 rad	Not available
DC2 ^{d)}	W36X150	W14X150	0.67	0.005	24

- a) Tasi-Chen (2000)
- b) Yu 등 (2000)
- c) Engelhardt 등 (1998): 하중 가력 패턴이 SAC(2000)의 표준 지진하중 프로토콜과는 약간 다름
- d) Chi-Uang (2002)

(b) 양측 모멘트접합부 실험 결과^{e)}

Specimen	Beam	Column	PZ strength ratio ($V_{RBS, P} / V_P$)	Energy dissipation ^{f)}				Panel zone plastic rotation (rad)
				Total (kJ)	Dissipated by beams (kJ)	Dissipated by panel zone (kJ)	Dissipated by columns (kJ)	
Bare steel specimen								
1B	W36X150	W14X398	0.91	2572	1991 (75%) ^{f)}	456 (25%) ^{f)}	125	0.005
3B ^{g)}	W36X150	W14X283	1.40	3915	937 (24%)	2559 (65%)	419	0.034
4B	W36X150	W14X398	0.56	1430	1400 (98%)	30 (2%)	-	Negligible
Composite slab specimen								
1C	W36X150	W14X398	0.91	5631	3805 (45%) ^{f)}	1594 (55%) ^{f)}	232	0.010
3C ^{g)}	W36X150	W14X283	1.40	6041	19 (0%)	5068 (84%)	954	0.038
4C	W36X150	W14X398	0.56	3511	3482 (99%)	37 (1%)	-	Negligible

- e) Engelhardt 등 (2000) 과 Jones 등 (2002): 모든 시험체의 보, 기둥부재는 A572 Gr. 50 강재사용
- f) 4% 층간변위까지의 에너지소산량
- g) 이들 시험체에서 약 0.008 rad 의 기둥 소성회전변형 발생

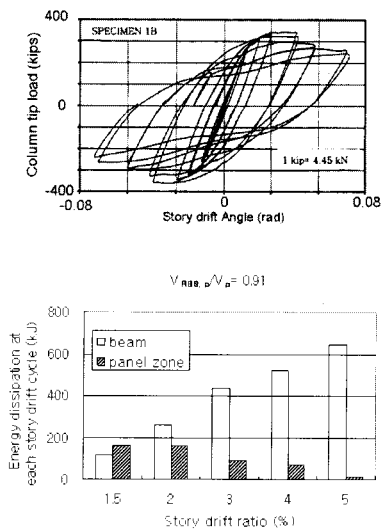


그림 12. 시험체 1B의 이력곡선과 에너지 소산

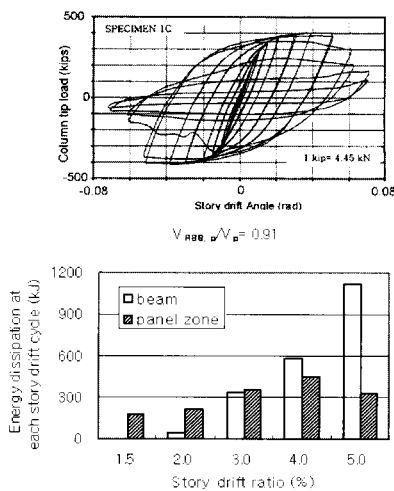


그림 13. 시험체 1C의 이력곡선과 에너지 소산

표 4는 논문의 대상인 4개 시험체의 세장비와 한계치를 정리한 것이다. Uang 등 (2001)은 RBS보의 3가지 좌굴모드(WLB, FLB, LTB) 가운데, 웹국부좌굴(WLB)이 RBS보의 거동을 지배하는 좌굴모드임을 지적한 바가 있다. 표 4에서 보듯이 DB700-MW 시험체는 AISC 내진규정상의 안정성요건을 모두 만족하고 있다. 시험체 LS1은 LTB 및 FLB 방지를 위한 AISC의 요구치를 약간 상회하고 있음을 알 수 있다. 그러나 시험체 1B는 LTB제어를 위한 AISC 한계치를 매우 큰 폭으로(37% 만큼) 초과하고 있다. 이 결과로서 그림 13에서 보듯이 3% 층간변위 이후 횡좌굴에 의해 보의 휨강도가 급격히 저하하고 있다. 즉 3% 층간변위 이후에서 횡좌굴에 의한 보의 강도저하로 패널존이 에너지소산에 거의 동원되지 않았기 때문에 시험체 1B에서의 패널존의 에너지 소산

은 작을 수 밖에 없다. 만일 보에 적절한 횡지지가 제공되었다면 시험체 1B의 패널존에 의한 에너지소산량은 훨씬 증가되었을 것이다. 이는 시험체 1C의 거동을 분석해 보면 좀더 명확히 알 수 있다.

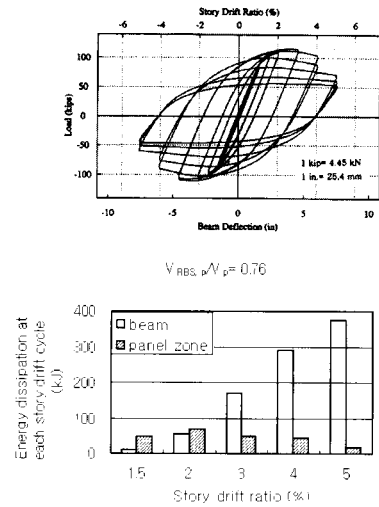


그림 14. 시험체 LS1의 이력곡선과 에너지 소산

표 4. 세장비의 비교

Specimen	Buckling mode					
	Web local buckling (WLB)		Lateral torsional buckling (LTB)		Flange local buckling (FLB)	
	h/t_w	Limit ^(a)	L_b/r_y	Limit ^(b)	$b_f/(2t)$	Limit ^(c)
DB700-MW	46	57	37	56	6.3	7.8
LS1	51	57	47.6	44	7.8	7.1
1B, 1C	53	54	63	46	6.4	7.1

a) $1100 / \sqrt{F_y}$ (F_y in MPa): Uang-Fan (2001)

b) $6560 / F_y$ (F_y in MPa)

c) $136 / \sqrt{F_y}$ (F_y in MPa)

시험체 1C는 콘크리트 슬래브가 있다는 점을 제외하면 시험체 1B와 공칭으로 동일한 시험체이다. 비록 시험체 1C가 시험체 1B와 마찬가지로 LTB 방지요건을 만족하고 있지는 못했지만, 콘크리트 슬래브에 의해 제공된 횡지지 효과를 그림 14에서 분명히 볼 수 있다. 그림 14에서 보듯이 시험체 1C는 5%의 큰 층간변위에 이르기까지 강도저하 없이 안정적으로 거동하였다. 따라서 패널존은 에너지 소산에 충분히 동원될 수 있어서, 4% 층간변위까지 전체 에너지의 약 55%나

소산하였다. 또한 패널존에서 발생한 소성회전각은 약 0.01 radian 정도였는데, 이는 시험체 DB700-MW의 패널존 소성회전각과 비슷한 값이다. 표 3(b)에서 보듯이 합성슬래브 시험체는 순철골 시험체에 비해 강도는 평균 10% 정도 증가했고, 두 배 이상의 에너지를 소산했음에 주목할 필요가 있다.

4.2 매우 강하거나 매우 약한 패널존 시험체의 거동

표 3(b)에서 보듯이 강한 패널존 시험체 4B와 4C는 ($V_{RBS,P} / V_P = 0.56$) 다른 시험체에 비해 훨씬 적은 양의 에너지를 소산하였다. 패널존을 강하게 설계했을 때 가장 주목할 결과는 모든 에너지소산이 RBS부에 집중되면서 매우 심한 좌굴을 유발한다는 것이다. 이 때 발생한 횡비틀림좌굴은 다시 기둥의 비틀림으로 이어져서 시험체가 충분한 연성을 발휘하지 못하는 결과로 이어지는 사례가 관측된 바 있다 (Engelhardt 등 2000; Jones 등 2002; Chi-Uang 2002).

위에서 언급한 강한 패널존 설계가 유발할 수 있는 문제점은 패널존의 항복을 허용토록 설계하면 다소 완화시킬 수 있을 것이다. 극단적인 경우로서 패널존을 아주 약하게 설계한다면, 모든 비탄성거동은 패널존에 국한되고 보는 탄성상태를 유지할 것이다. 표 3(b)의 시험체 3B와 3C가 바로 이 경우에 해당된다. 이 두 시험체는 초기에는 안정적인 이력거동을 보여 주었지만 큰 값의 중간변위에서 종국적으로 보 플랜지의 파단이 발생하였다. 패널존의 소성회전각은 무려 0.034~0.038 radian에 이르렀다. 그러나 이 같이 큰 값의 패널존 소성회전은 패널존의 네 구석에서 기둥 플랜지의 키크(kink)를 유발하는 문제점을 노출하였다.

Choi 등 (2000)에 의해 수행된 "free flange"형식 모멘트 접합부 실험에서도 패널존이 너무 강하거나 너무 약하면 RBS 시험체에서 노출된 유사한 문제가 발생하였다. 즉 약한 패널존 시험체의 패널존 파다항복은 결과적으로 보 플랜지의 파단으로 귀결되었고, 강한 패널존 시험체에서는 심각한 횡좌굴변형이 발생하였다.

비록 중저층 모멘트골조 또는 볼트를 사용한 모멘트접합부를 대상으로 약한 패널존을 갖는 설계방안이 연구된 바가 있기는 하지만(Kawano 1984 및 Suita 등 2002), 용접모멘트접합부에 약한 패널존 설계를 도입하는 것은 다음과 같은 이유로 바람직하지 않다. 첫째 이유는, El-Tawil (2002)이 지적한 바와 같이, 패널존이 너무 약하면 기둥 플랜지의 키크에 의해 접합부에 유해한 삼축응력상태가 유발되어 보 플랜지 그루브용접부의 파단포텐셜이 증대된다는 것이다. 둘째 이유는, 강진 내습시 구조물의 내진성능은 시스템 초과강도

(system overstrength)에 의존하는 바가 매우 큰 데, 패널존이 약하면 구조물의 시스템 초과강도가 낮아질 우려가 있다는 것이다(Uang 1993).

4.3 균형패널존 강도범위의 제안

이상의 논의를 토대로, 약한 패널존 또는 강한 패널존 설계가 야기할 수 있는 문제점을 극복할 수 있는 균형패널존 강도범위를 다음의 식 (9)와 같이 제안코자 한다.

$$0.70 \leq \frac{V_{RBS,P}}{V_P} \leq 0.90 \quad (9)$$

(9)식의 근거를 요약하면 다음과 같다. 본 연구 및 독립적으로 수행된 다른 연구자의 실험결과가 보여 주듯이, 패널존 강도비가 식 (9)의 범위에 있으면, 패널존은 보 플랜지 그루브 용접부에 유해한 영향을 미치지 않고 0.01 radian의 소성회전각을 무난하게 발휘할 수 있다. 강한 패널존 설계에 비해 고비용의 패널존 보강판의 사용도 줄일 수 있음은 물론이다. 또한 이 정도 크기의 패널존 소성변형을 허용하면 강한 패널존 시험체에 비해 횡비틀림 좌굴의 진폭이 절반 정도로 감소한다. 이는 보 플랜지의 저사이클피로에 의한 파단 가능성을 줄여주고 지진 내습 이후의 보수비용의 절감도 가능케 할 것이다.

위 식에서 $V_{RBS,P}$ 를 산정할 때, 보의 RBS 부의 예상소성모멘트 ($M_{RBS,P}$)는 본 실험에서 관측된 변형경화계수 1.25를 사용할 것을 권한다. 또한 슬래브가 있다면 이 모멘트의 크기를 10% 정도 증가시킬 것을 권한다.

5. 결론

본 연구에서는 패널존 강도를 주 실험변수로 RBS 접합부의 내진성능을 평가하고, 타 연구자의 최근 실험결과까지 광범위하게 분석하여 균형패널존 강도범위를 제시코자 하였다. 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 패널존이 강하게 설계된 시험체에서는 비탄성변형이 보의 RBS부에 집중되어 보의 좌굴과 영구변형이 훨씬 증대되었다. 패널존이 너무 약하면 기둥 플랜지의 키크 발생으로 인해 용접접합부의 파단가능성이 증가하기 때문에 약한 패널존 설계법 역시 바람직하지 않다.
- (2) 본 연구 및 다른 여러 연구자의 실험결과에 의할 때,

패널존은 보플랜지 용접부에 유해한 영향을 미치지 않고 0.01 radian 정도의 소성회전을 쉽게 발휘할 수 있음이 확인되었다. 패널존의 비탄성 변형을 이 정도 선에서 제어하면, 보의 횡비틀림좌굴의 진폭을 약 50% 감소시킬 수 있음이 관측되었다. 패널존 보강비용을 줄이는 것은 물론 접합부의 소성변형능력을 향상 시킴과 동시에 보의 국부좌굴 및 횡비틀림변형의 크기를 감소시킬 수 있는 균형패널존 강도범위를 식 (9)로 제안하였다.

감사의 글

이 연구는 RIST와 한국 지진공학연구센터의 지원에 따른 것으로 이에 감사드립니다(과제번호: R11-1997-045-11004-0).

참고 문헌

- Chen, S. J., Yeh, C. H., and Chu, J. M. (1996). Ductile steel beam-to-column connections for seismic resistance. *J. Struct. Engng.*, ASCE, 122(11), pp. 1292-1299
- Chi, B. and Uang, C.-M. (2002). Cyclic response and design recommendations of reduced beam section moment connections with deep column. *J. Struct. Engng.*, ASCE, 128(4), pp. 464-473
- Choi, J. H., Stojadinovic, B., and Goel, S. C. (2000). Development of free flange moment connection, Technical Report UMCEE 00-15, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Univ. of Michigan, Ann Arbor, Mich.
- El-Tawil, S. (2000). Panel zone yielding in steel moment connections. *Engng. J.*, 37(3), AISC, Third Quarter, pp. 120-131
- Engelhardt, M. D., Winneberger, T., Zekany, A. J., and Potyraj, T. J. (1998). Experimental investigations of dogbone moment connections. *Engng. J.*, 35(4), AISC, Fourth Quarter, pp. 128-139
- Engelhardt, M. D., Venti, M. J., Fry, G. T., Jones, S. L., and Holliday, S. D. (2000). Behavior and design of radius cut reduced beam section connections, SAC/BD-00/17, SAC Joint Venture, Sacramento, Calif.
- Iwankiw, N. (1997). Ultimate strength consideration for seismic design of the reduced beam section (internal plastic hinge). *Engng. J.* 34(1), AISC, First Quarter, pp. 3-16
- Jones, S. L., Fry, G. T., and Engelhardt, M. D. (2002). Experimental evaluation of cyclically loaded reduced beam section moment connections. *J. Struct. Engng.*, ASCE, 128(4), pp. 441-451
- Kawano, A. (1984). "Inelastic behavior of low-rise frame based on a weak beam-to-column connection philosophy to earthquake motion." Proc. Eighth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. IV, San Francisco, Calif., pp. 519-526
- Krawinkler, H. (1978). Shear in beam-column joints in seismic design of steel frames. *Engng. J.* 15(3), AISC, Third Quarter, pp. 82-91
- Krawinkler, H., Gupta, A., Medina, R., and Ruco, N. (2000). Loading histories for seismic performance testing of SMRF components and assemblies, Report No. SAC/BD-00/10. SAC Joint Venture, Sacramento, Calif.
- Plumier, A. (1997). The dogbone: back to the future. *Engng. J.* 34(2), pp. 61-67
- Roeder, C. W. (2002). General issues influencing connection performance. *J. Struct. Engng.*, ASCE, 128(4), pp. 420-428
- SAC (2000). Seismic design criteria for new moment-resisting steel frame construction, Report No. FEMA 350, SAC Joint Venture, Sacramento, Calif.
- American Institute of Steel Construction (AISC). (1997 and 2002). Seismic provisions for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago.
- Suita, K., Inoue, K., and Kanoh, N. (2002). "Strength and deformation of bolted beam-to-column connection accompanied by panel zone yield." Proc. Fourth Taiwan-Japan-Korea Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures, Oct. 25-26, Seoul, Korea, pp. 67-75
- Tsai, K. C. and Chen, W.-Z. (2000). Seismic response of steel reduced beam section to weak panel zone moment joints. Proc. Third International Conference STESSA 2000, 21-24 August, Montreal, Canada.
- Uang, C.-M. (1993). An evaluation of two-level seismic design procedure. *Earthquake Spectra*, 9(1), pp. 121-135

Uang, C.-M. and Fan, C.-C. (2001). Cyclic stability criteria for steel moment connections with reduced beam section. *J. Struct. Engng.*, ASCE, 127(9), pp. 1021-1027

Yu, Q. S., Gilton, C., and Uang, C.-M. (2000). Cyclic response of RBS moment connections: loading sequence and lateral bracing effects, SAC/BD-00/22,

SAC Joint Venture, Sacramento, Calif.

Zekioglu, A., Mozaffarian, H., Chang, K. L., and Uang, C.-M. (1997). Designing after Northridge. *Modern Steel Constr.*, 37(3), pp. 36-42

(접수일자 : 2005. 10. 10 / 심사일 2005. 11. 1 /
심사완료일 2006. 2. 10)